

溪洛渡电站泄洪洞开挖变形数值模拟与监测分析

刘正树,杨勇

(中国水利水电第七工程局有限公司,四川成都 611730)

摘要:介绍了溪洛渡水电站左岸泄洪洞无压段开挖支护施工方案。结合左岸泄洪洞无压段围岩物理力学参数、支护参数,利用 phase2 二维有限元分析软件对各开挖支护过程位移进行了数值模拟。模拟结果表明:地应力是引起位移的主要原因,地应力对位移的影响随开挖面的加大而不断重新分布并呈增大趋势。同时对施工期监测方案进行了介绍,对监测数据进行了分析。
关键词:泄洪洞;开挖支护;数值模拟;phase2;监测;溪洛渡水电站
中图法分类号:TV65 **文献标志码:**A

溪洛渡水电站左岸布置有 1、2 号两条泄洪洞,其轴线平行,中心间距为 50.00 m。泄洪洞为有压接无压,洞内龙落尾型式。

左岸泄洪洞无压段开挖断面大、边墙高、轴线长,衬砌后净空面积约 250 m²,为有压段衬砌后净空面积的 1.41 倍。1 号泄洪洞无压段直坡段长 766.78 m,2 号泄洪洞无压直坡段长 623.06 m,底坡均为 $i = 0.023$ 。

笔者根据溪洛渡左岸泄洪无压段开挖支护参数、物理力学参数、施工方案,利用二维有限元软件对开挖支护过程位移进行了数值模拟,并对监测情况进行了介绍分析。

1 设计开挖支护参数

左岸泄洪洞无压段开挖断面为圆拱直墙型,根据围岩类别不同开挖支护参数也不同。

(1) II 类围岩。开挖断面 15.7 m × 20.65 m,顶拱开挖半径 8.85 m,顶拱及侧墙素喷 5 cm 厚 C25 混凝土,布置 Ø25、 $L = 4.5$ m 锚杆、外露 0.5 m、间排距 2 m。

(2) III₁ 类围岩。开挖断面 16.2 m × 21.1 m、顶拱开挖半径 9.10 m,顶拱及侧墙素喷 10 cm 厚 C25 混凝土,顶拱及侧墙上部 3 m 范围交替布置 Ø25、 $L = 4.5$ m 锚杆与 Ø28、 $L = 6.0$ m 锚杆、外露 0.5 m、间排

距 2 m。其余范围布置 Ø25、 $L = 4.5$ m 锚杆、外露 0.5 m、间排距 2 m。

(3) III₂ 类围岩。开挖断面尺寸同 III₁ 类围岩,支护形式:顶拱及侧墙喷 10 cm 厚 C25 混凝土,顶拱及侧墙上部 3 m 范围布置 Ø28、 $L = 6.0$ m 锚杆、外露 0.5 m、间排距 1.5 m,其余范围交替布置 Ø25、 $L = 4.5$ m 锚杆与 Ø28、 $L = 6.0$ m 锚杆、外露 0.5 m、间排距 2 m,顶拱及侧墙上部 3 m 范围挂网 6.5 @ 150 × 150。

2 地质条件

左岸泄洪洞深埋段上覆岩体厚 100 ~ 250 m,水平埋深 200 ~ 500 m。沿线洞身围岩以 II、III₁ 类为主,部分 III₂ 类。沿线地层岩性为 P₂β₉ ~ P₂β₁₂ 层致密状玄武岩及角砾(集块)熔岩。沿线地层岩质坚硬,岩体新鲜,嵌合紧密,岩体多呈块状-次块状结构,局部层间、层内错动带发育段岩体呈镶嵌结构。围岩物理力学参数见表 1。

表 1 围岩物理力学参数

围岩类别	密度/ (g · cm ⁻³)	变形模量 E_0 /GPa		泊松比 μ	抗剪断强度 C' /MPa	抗剪断系数 f'	坚固系数 f
		水平	垂直				
II	2.7	17 ~ 26	12 ~ 16	0.20	1.35	2.5	6 ~ 7
III ₁	2.6	11 ~ 16	10 ~ 12	0.25	1.22	2.2	5 ~ 6
III ₂	2.5	5 ~ 7	4 ~ 6	0.25	1.20	1.4	4 ~ 5

溪洛渡地区地应力三向应力值： σ_1 为 14.79 ~ 21.06 MPa,平均值为 17.94 MPa； σ_2 为 10.05 ~ 15.85 MPa,平均值为 13.10 MPa； σ_3 为 4.05 ~ 7.59 MPa,平均值为 5.73 MPa。 σ_2 倾角较陡， σ_1 、 σ_3 倾角平缓。三向应力之比为： $\sigma_1/\sigma_2 = 1.37$ ； $\sigma_1/\sigma_3 = 3.14$ ； $\sigma_2/\sigma_3 = 2.29$ 。在埋深较大的状态下，天然地应力场仍以近水平的构造应力为主。

σ_1 总体方向以 NW 向为主，近水平，与岸坡呈 $10^\circ \sim 30^\circ$ 的夹角。 σ_2 的方向中有 7 组方向为 $S14^\circ \sim 78^\circ W$ ；6 组方向为 $N10^\circ \sim 68^\circ W$ ，倾角均大于 60° 。 σ_3 的方向中有 10 组方向为 $N35^\circ \sim 55^\circ E$ ；2 组方向为 $N10^\circ \sim 25^\circ E$ ；1 组方向为 $N15^\circ W$ ，倾角均小于 30° 。

3 施工程序与方法

3.1 施工程序

左岸泄洪洞无压段断面大，故采取“三层四序”进行开挖支护施工(图 1)。对Ⅲ₁、Ⅲ₂类围岩，I 层开挖高度 8.45 m，Ⅱ层开挖高度 9.45 m，Ⅲ层开挖高度 3.2 m。施工程序：I 层 A 区开挖、支护(1 序)→I 层 B 区开挖、支护(2 序)→Ⅱ层开挖、支护(3 序)→Ⅲ层开挖、支护(4 序)。

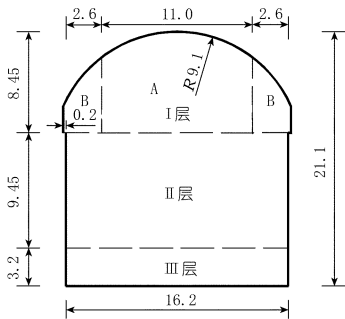


图 1 左岸泄洪洞无压段开挖分层(单位:m)

3.2 施工方法

(1) 中导洞及两侧墙开挖。采用周边光面爆破技术，YT28 手风钻造水平孔，循环进尺控制在 2.5 ~ 3.0 m；周边孔距离控制在 45 cm，光爆层厚控制为 60 cm；周边孔采用不偶合间隔装药，导爆索起爆，线装药密度约 120 g/m；中导洞炸药单耗约 1.1 kg/m³，扩挖炸药单耗约 0.65 kg/m³；采用 1.6 m³ 反铲进行掌子面排险、清理危石，3.0 m³ 装载机辅助爆破台车工作；采用 3.0 m³ 装载机或 1.6 m³ 反铲装 20 t 自卸汽车出渣。

(2) 无压段Ⅱ层开挖。采用边墙一次预裂到底梯段爆破技术，预裂孔和缓冲孔采用 100E 潜孔钻施工，主爆孔采用 D7 液压钻造孔或 100B 施工，每一爆破梯

段长度控制在 10 m 内；边墙预裂要求 I 层扩挖技术超挖 15 ~ 20 cm 空间，以便 100E 钻机能紧贴轮廓线施工，架设 100E 钻机的样架必须稳固；预裂孔间距 70 cm，线装药约 500 g/m；缓冲孔孔距 1.5 ~ 1.8 m，与预裂孔距离 1.0 ~ 1.2 m；主爆孔间排距 2 ~ 2.5 m；炸药单耗约 0.60 kg/m³；采用 1.6 m³ 反铲装 20 t 自卸汽车出渣。

(3) 无压段Ⅲ层开挖。采用底板光面爆破技术，YT28 手风钻造水平孔，循环进尺控制在 2.5 ~ 3.0 m；光爆孔孔距控制在 45 cm 左右，采用不偶合间隔装药，导爆索起爆，线装药密度约 120 g/m；炸药单耗约 0.60 kg/m³；采用 1.6 m³ 反铲进行掌子面清理，20 t 自卸汽车出渣。

(4) 支护。锚杆主要采用 T11 多臂钻造孔，长 4.5、6 m 锚杆采用先注浆后插杆办法施工，长 9 m 锚杆采用先插杆后注浆办法施工，锚杆注浆密实度采用无损检测仪进行检测；洞内喷混凝土由麦斯特喷浆手施工，采用无碱速凝剂。

4 数值模拟

4.1 模型范围及边界条件

本次数值模拟以无压段各类围岩条件下开挖支护过程为对象，计算范围取无压段 3 倍洞径，宽 100 m，高 130 m。模型采用四周约束边界，假定边界点位移为零。喷混凝土、锚杆力学参数见表 2。

表 2 喷混凝土锚杆力学参数

项 目	弹性模量 E_c /GPa	泊松比 μ	抗拉强度/ MPa	抗压强度/ MPa
C25 喷混凝土	28	0.2	1.27	11.9
Ø25/Ø28 锚杆	200	-	300	300

泄洪洞埋深不大，地应力较低，本次模拟取三向应力的低值，即取 $\sigma_1 = 14.79$ MPa， $\sigma_2 = 10.05$ MPa， $\sigma_3 = 4.05$ MPa 进行开挖支护变形数值模拟分析。三向应力的作用方向： σ_1 接近水平，作用方向基本沿无压段轴线方向； σ_3 作用方向可近似认为垂直无压段横断面边墙； σ_2 总体方向向下，倾角大于 60° 。

4.2 计算程序

利用 phase2 程序进行计算，phase2 是一个二维弹塑性有限元分析程序，主要功能是分析岩土体在外力作用下的应力和位移，它的用户界面设计遵循标准的 Windows 程序标准，用户界面设计友好，便于操作。

phase2 包括 3 个模块：前处理器 Model、计算模块 Compute、后处理器 Interpret。Model 用来交互地输入处理问题的几何形状(包括支护)以及定义材料参数，

Compute 用来进行有限元计算, Interpret 用来显示计算结果。

4.3 模拟结果

按照施工程序, 各类围岩分 4 步利用 phase2 程序进行计算。3 种围岩均根据各自不同的物理力学参数、开挖支护参数进行数值模拟。不同围岩类别各序开挖支护阶段末对应的总位移模拟计算结果见表 3, 典型总位移变形见图 2~5。

表 3 各类围岩在不同开挖支护阶段末最大位移计算值

围岩类别	mm			
	1 序开挖支护	2 序开挖支护	3 序开挖支护	4 序开挖支护
Ⅱ	9.20	10.90	11.48	11.58
Ⅲ ₁	11.40	13.83	14.57	14.74
Ⅲ ₂	20.15	24.02	25.69	26.05

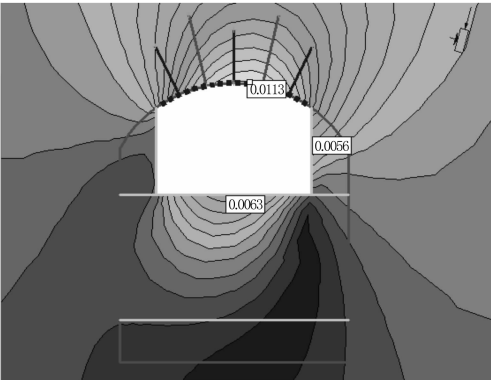


图 2 Ⅲ₁ 类围岩 1 序位移变形

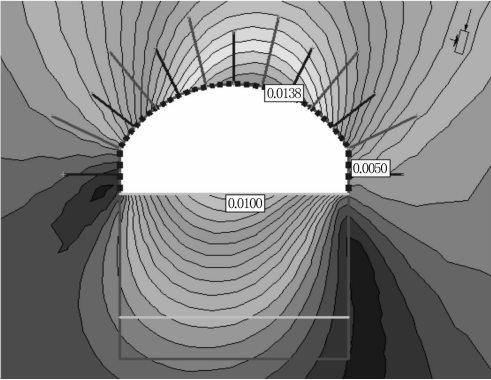


图 3 Ⅲ₁ 类围岩 2 序位移变形

从表 3、图 2~5 可以看出泄洪洞无压段具有以下特征。

- (1) 不同类别围岩, 围岩越差, 位移越大。
- (2) 同一种围岩, 开挖断面越大, 位移则越大。靠近开挖界面岩体位移大, 远离开挖界面岩体位移小。
- (3) 开挖跨度越大, 顶拱位移越大; 开挖高度越大, 侧墙位移越大。
- (4) 1 序和 2 序之间位移变化率较大, 2 序和 3、4

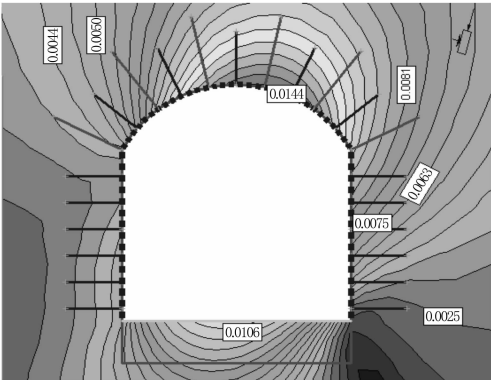


图 4 Ⅲ₁ 类围岩 3 序位移变形

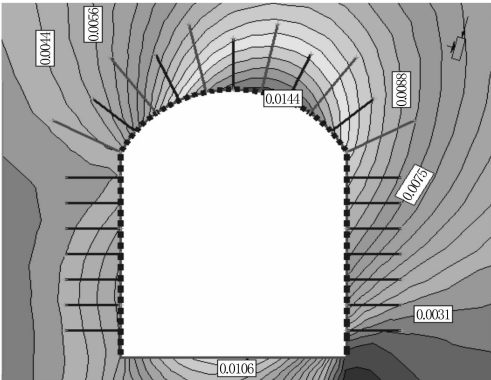


图 5 Ⅲ₁ 类围岩 4 序位移变形

序之间位移变化率较小, 说明顶拱位移受跨度影响比较大, 而侧墙位移受高度的影响相比顶拱而言较小。由此可以判断泄洪洞无压段 I 层开挖支护分两序进行还是非常有必要。

(5) 各类围岩在第 4 序开挖支护完成后, 均在顶拱发生了最大位移。

从表 4 可以看, 地应力是引起位移的主要原因, 地应力对位移的影响随着开挖断面的加大而不断重新分布呈增大趋势; 重力是引起位移的次要原因, 重力对位移的影响基本上不随开挖断面加大而变化。

表 4 Ⅲ₁ 类围岩最大位移计算值

Ⅲ ₁ 类围岩	mm		
	仅地应力	仅重力	重力 + 地应力
1 序	9.75	3.25	11.40
2 序	13.47	3.27	13.83
3 序	13.90	2.95	14.57
4 序	13.74	2.90	14.74

5 安全监测

5.1 容许变形量

由于岩体条件的复杂多变和工程不确定因素太多, 我国水利水电工程系统至今尚无可供普遍使用的地下工程“设计容许变形量”, 国外前苏联学者曾提出

的如下经验公式可参考,据此算得泄洪洞无压段最终开挖容许变形量见表 5。

拱顶容许变形量:

$$\delta_1 = \frac{12L}{f^{1.5}}(\text{mm}) \tag{1}$$

边墙容许变形量:

$$\delta_2 = \frac{4.5H^{1.5}}{f^2}(\text{mm}) \tag{2}$$

式中, f 为坚固系数; L 为洞室跨度, m ; H 为边墙自拱脚至底板的高度, m ; δ_2 值一般从拱脚起算 $(1/3 \sim 2/3)H$ 段内测定。

表 5 各类围岩最大允许变形量

围岩类别	L/m	H/m	f	δ_1/mm	δ_2/mm
Ⅱ	15.7	15.89	6~7	10.17~12.82	5.82~7.90
Ⅲ ₁	16.2	16.15	5~6	13.23~17.39	8.11~11.68
Ⅲ ₂	16.2	16.15	4~5	17.39~24.30	11.68~18.25

将表 5 成果与前述数字模拟成果对比分析,可见泄洪洞无压段各类围岩开挖支护模拟顶拱边墙最大变形量与表 5 成果基本一致,由此表明泄洪洞无压段各类围岩支护参数是合理的,开挖支护方案也是合理的。

5.2 趋向稳定判别

当围岩与支护结构具备以下变化特征时,将趋向稳定。

- (1) 随着开挖面的远离,测值变化速率有逐渐减缓趋势;
- (2) 隧洞收敛量已达到最大允许收敛量的 90% 时;
- (3) 周边收敛速率小于 0.2 mm/d;顶拱或底板位移速率小于 0.1 mm/d。

5.3 监测方案及成果

(1) 收敛观测。根据溪洛渡工程左岸泄洪洞施工特点,收敛测点采取分阶段布置。1 序按 3 点 3 线进行监测,顶拱 1 测点,两侧墙各布置 1 测点;2 序按 3 点 3 线进行监测,顶拱测点利用 1 序已布置测点,两侧墙重新布置测点;3 序在 2 序基础上增加两点,按 5 点 6 线进行监测;4 序不用重新布置测点,直接利用前两序布置测点,仍然按 5 点 6 线进行监测。每隔 50 ~ 70 m 设置一组断面。

1、2 序,采用钢尺收敛计进行收敛观测。收敛观测断面测量锚点采用 Ø25 螺纹钢筋自制加工,前端为“O”型圈并采取防锈处理措施;测量锚点钢筋采用钻孔灌浆固定,锚固长度约 1.0 m;钢筋总长度依据喷混凝土厚度确定,测点“O”型圈距喷混凝土表面为 5 cm。

3、4 序,考虑到泄洪洞断面大,受登高设备限制,

拟在断面测点位置安装棱镜,改用多功能全站仪进行收敛监测。在施工过程中,对已埋设的菱镜加以保护。

在测点安装后立即进行观测,确定基准值;在洞室开挖或支护后的 1 ~ 15 d 内,每天应观测 1 ~ 2 次;当掌子面推进到距观测断面大于 2 倍洞跨度后,2 d 观测 1 次;变形稳定后,每周观测 1 次。从目前收敛观测成果看,测得泄洪洞无压段最大收敛值约 5 mm。需要说明的是,收敛变形量数据是在开挖后取得,施工过程中测点受爆破影响较大。

(2) 声波测试。2 条泄洪洞无压段,共布置有 8 个声波测试断面。每个断面布置 6 个声波测试孔,其中山内、外侧拱角各 1 个钻孔,孔向垂直洞壁,向上倾斜 30° ~ 45°,在边墙距底板 1/3 处及 2/3 处左右侧墙各布置 1 个钻孔,孔向垂直洞壁,向下倾斜 5° ~ 10°。所有声波孔造孔孔深 12 m,孔径不小于 55 mm,钻孔完成后用清水冲洗干净。

声波测试采用 WSD - 2 数字声波仪,水作耦合剂。自孔底向孔口方向施测,测点距 20 cm。从 8 个断面、48 个测孔成果反映:围岩平均松动圈为 0.4 ~ 1.2 m。

(3) 多点位移计与锚杆应力计。两条泄洪洞无压段多点位移计布置有 4 个断面,每个断面布置 3 套,每套内 4 个测点,采用 BWC - 4100 型差阻式多点位移计。锚杆应力计与多点位移计配套布置,每个断面仍布置 3 套,每套内 2 个测点,采用 MG - 28A 型差阻式锚杆应力计。数据测量采用五芯测法,采用 SQ - 5 数字电桥进行电阻比、电阻值、反测电阻比及芯线电阻的测量。

实测数据反映,2 号泄洪洞 K1 + 226 桩号顶拱位移达到最大,最大值为 10.13 mm,该部位锚杆应力值也达到最大 50 MPa。其余部位位移在 5 mm 以内,锚杆应力基本在 - 3 ~ 15 MPa。

6 结 语

(1) 目前左岸泄洪洞无压段开挖支护已经结束,施工期监测表明,左岸泄洪洞无压段支护参数设计合理,开挖支护施工方案可行,整个施工期围岩变形稳定受控。

(2) 泄洪洞无压段开挖支护的数值模拟变形绝对值与利用简化理论公式得出计算值基本一致,但与实际量测值有一定差距,主要是因为洞室开挖后弹性变形部分瞬间即发生,而实际量测因埋点总是滞后开挖,测得的变形值仅是总变形量的小部分。

(编辑:赵凤超)